

ALPIGEO

SOCIETA' COOPERATIVA DI GEOLOGIA APPLICATA
Piazza Antonio Salandra 33/A, 43126, Parma (PR)
tel. 3513152999
info@alpigeoconsulting.com
Iscrizione presso l'Albo Cooperative: A178313
C.F. e P.I. 02417840341



**SP 23 DELLA VALLE ROSSENA – LAVORI DI SOMMA URGENZA PER LA REALIZZAZIONE DI OPERE DI
PROTEZIONE DA CADUTA MASSI ED IL RIPRISTINO DELLE CONDIZIONI MINIME DI SICUREZZA AL KM 10+260 IN
LOCALITA' LASTRE DI GOMBOLA IN COMUNE DI POLINAGO (MO)**

PROVINCIA DI MODENA



COMUNE DI POLINAGO

COMMITTENTE

Provincia di Modena – Viale Martiri della Libertà, 34 – 41121 Modena

PDSU_REL_01 – PERIZIA GIUSTIFICATIVA DI SOMMA URGENZA

Dott. Geol. Nicolò Doglioni

REV	DATA	DESCRIZIONE	INCARICO
	01/10/2024	PDSU_REL_01	CIG:

SOMMARIO

1	PREMESSA	2
2	INQUADRAMENTO GEOGRAFICO E TERRITORIALE	3
2.1	INQUADRAMENTO GEOGRAFICO DEL SITO	3
3	INQUADRAMENTO GEOLOGICO GEOMECCANICO	4
3.1	ASSETTO GEOLOGICO GENERALI	4
3.2	ASSETTO GEOLOGICO LOCALE	5
3.3	ASSETTO GEOMECCANICO	7
4	DESCRIZIONE DEL DISSESTO E DELLO STATO DI PERICOLO	10
4.1	PREMESSA	10
4.2	EVENTO DI CROLLO	11
4.3	STATO DI PERICOLO	14
5	INTERVENTI PROPOSTI	15
5.1	PREMESSA	15
5.2	PULIZIA E DISGAGGIO	16
5.3	CHIODATURE	17
5.3.1	LAVORAZIONI PREVISTE E DATI GEOMECCANICI DI CALCOLO	17
5.3.2	CONDIZIONE DI CALCOLO	19
5.3.3	NUMERO DI CHIODI PER VOLUME ROCCIOSO	22
5.3.4	FONDAZIONI DEI CHIODI	23
5.4	SCAVO DI SBANCAMENTO E REALIZZAZIONE DELLA SCOGLIERA DI PROTEZIONE	27
5.4.1	ANALISI GEOMETRICA DELLA SCOGLIERA DI PROTEZIONE	27
6	COMPUTO METRICO E QUADRO ECONOMICO	30
6.1	COMPUTO METRICO	30
6.2	QUADRO ECONOMICO	30
7	CRONOPROGRAMMA	31
8	CONCLUSIONI	32

1 PREMESSA

A seguito degli eventi meteo climatici verificatisi nei giorni 18 e 19 settembre 2024 nel territorio del comune di Polinago in località denominata "lastre di Gombola" all'altezza del km 10+260 della strada provinciale n° 23 "di valle Rossenna" si sono verificati distacchi di materiale lapideo di dimensioni di svariati metri cubi, provenienti dal sovrastante versante roccioso.

La presente perizia giustificativa è scritta a supporto del verbale di somma urgenza relativo ai lavori di messa in sicurezza del tratto stradale citato.

In figura 1 è indicata la zona di distacco (cerchio rosso) e il versante interessato dal run-out delle masse in caduta.

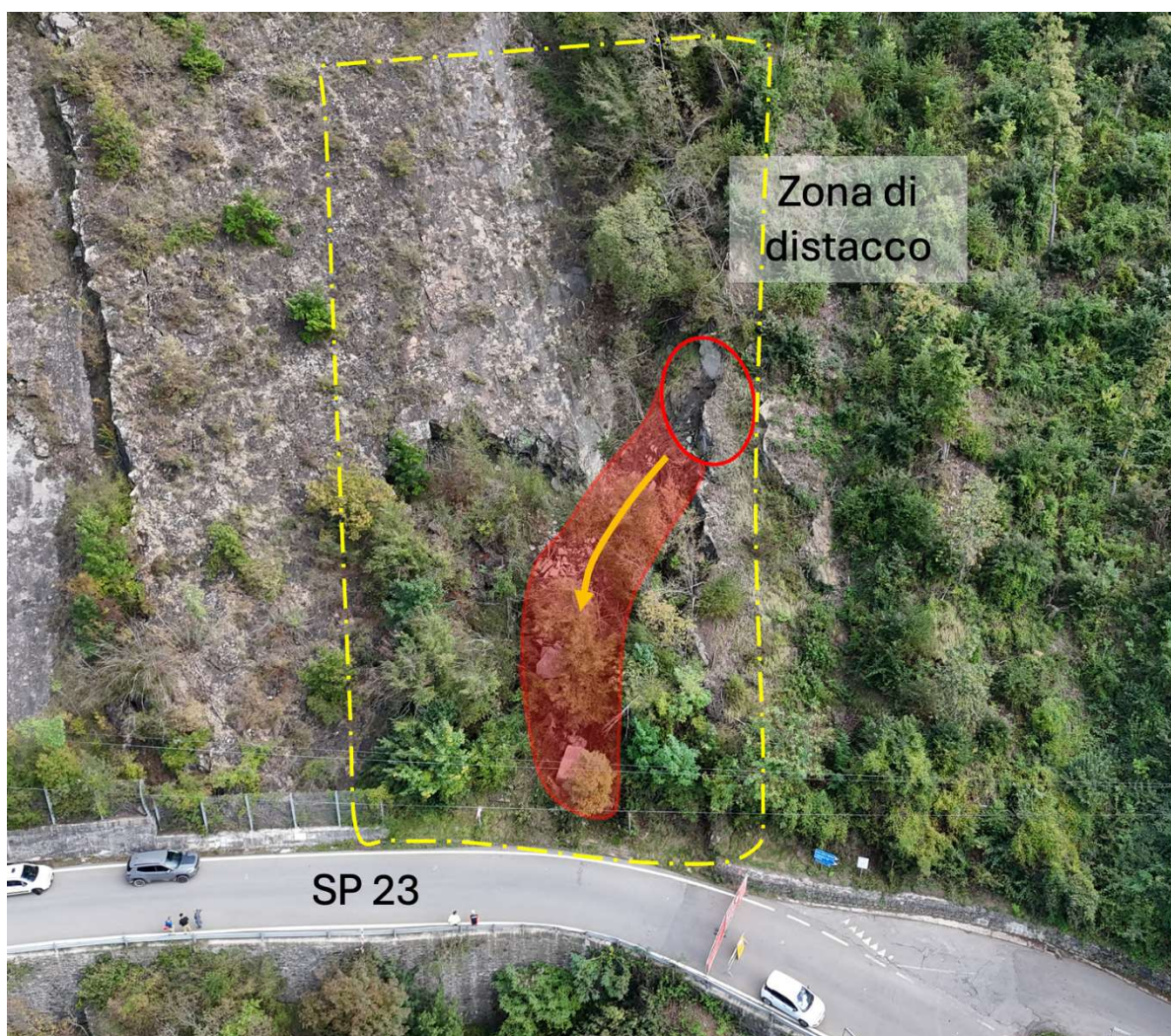


Figura 1: prospetto della zona di intervento.

In giallo è indicata l'area soggetta ad indagini di somma urgenza. Ulteriori dissesti al di fuori di questo settore dovranno essere oggetto di altri studi.

L'indagine è stata condotta in somma urgenza, rilevando i dati geologici e geomeccanici salienti del sito e ricercando le instabilità potenzialmente pericolose. Inoltre, è stato realizzato un modello tridimensionale del suolo tramite fotogrammetria speditiva al fine di ottenere le grandezze geometriche dei corpi rocciosi e le pendenze presenti. Durante il sopralluogo sono state raccolte alcune misure mediante distanziometro laser al fine di tarare il modello numerico del suolo.

I risultati hanno comunque dei margini di incertezza relativi alle dimensioni dei volumi potenzialmente instabili e sulla presenza di discontinuità dell'ammasso roccioso celate sotto la coltre di suolo e vegetazione.

2 INQUADRAMENTO GEOGRAFICO E TERRITORIALE

2.1 Inquadramento geografico del sito

Il sito è localizzato nel comune di Polinago poco a nord dell'abitato di Gombola in località "le Lastre" in provincia di Modena.

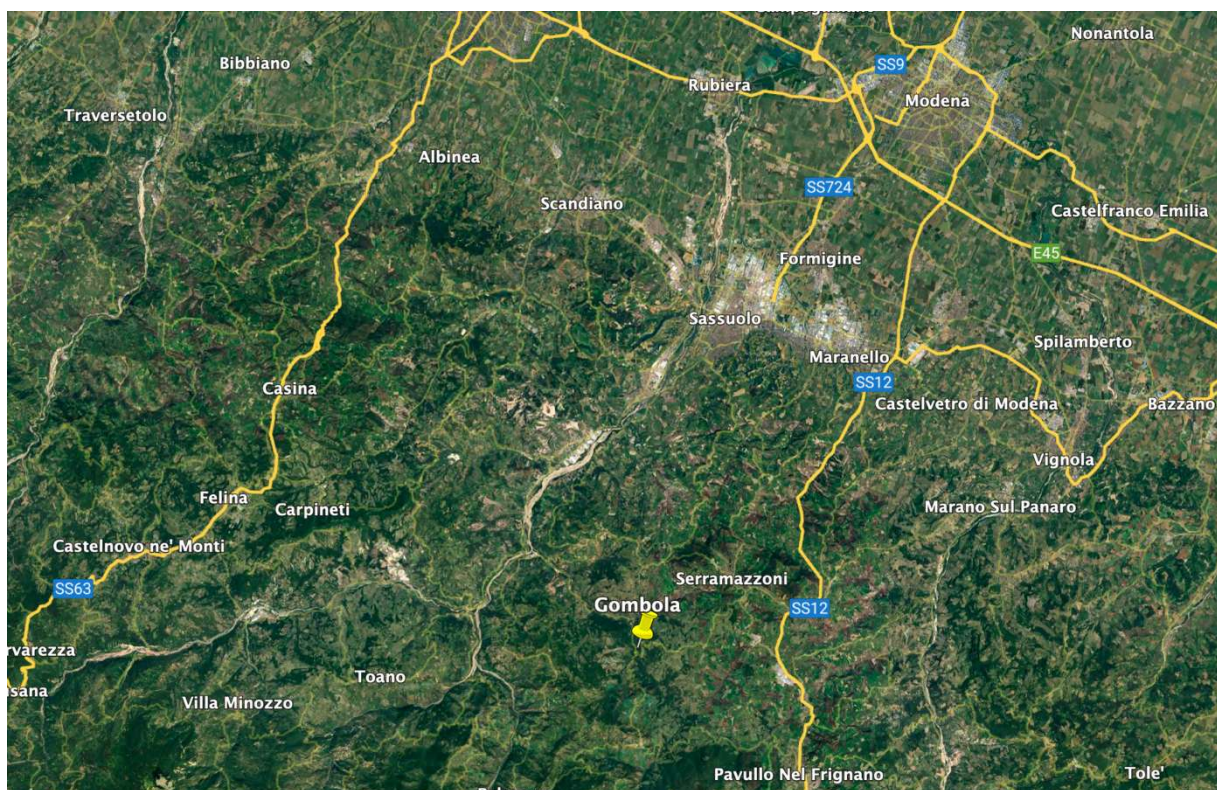


Figura 2: Inquadramento geografico dell'area di intervento.

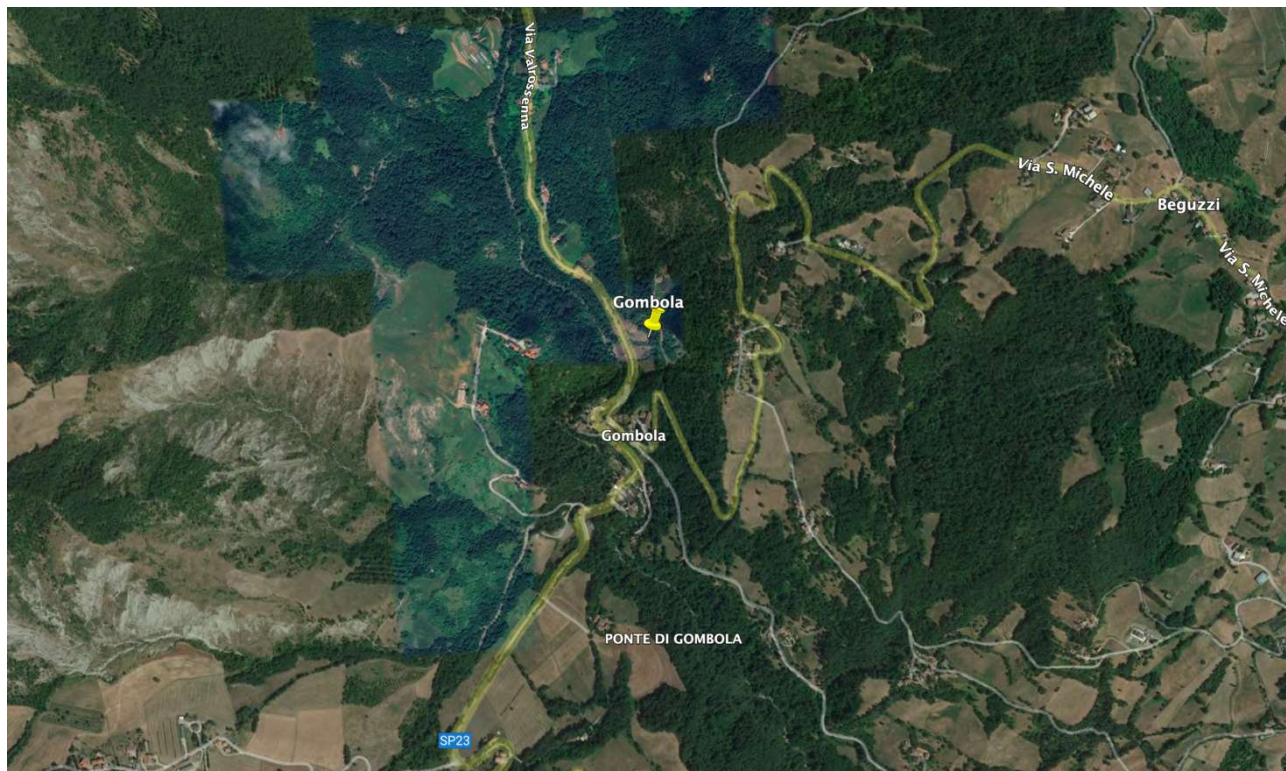


Figura 3: Particolare dell'inquadramento geografico dell'area di intervento.

Il sito di progetto si trova alle coordinate di

- Latitudine: 44°23'20.25"N
- Longitudine: 10°43'36.99"E

Il sito oggetto degli interventi si trova ad una quota di circa 400 m s.l.m.

3 INQUADRAMENTO GEOLOGICO GEOMECCANICO

3.1 Assetto geologico generali

L'area è geologicamente caratterizzata dalla Formazione di Monghidoro (MOH).

Affiora estesamente in Val Rossenna e sul versante sinistro della Val Scoltenna, nei Quadranti nordoccidentale e sudoccidentale, ed al M. Belvedere al margine SE del Foglio. Affioramenti isolati e di ridotte dimensioni sono quelli lungo il Rio di S. Martino (ad ovest di Montese) e quello completamente delimitato da faglie che lo accostano alle formazioni epiliguri presente a E-NE di Pavullo.

La Formazione di Monghidoro è caratterizzata da torbiditi arenaceo-pelitiche in strati da sottili a spessi (generalmente spessi) con una porzione arenacea basale a grana media o fine, a luoghi grossolana o microconglomeratica, grigia o bruna passante a pelite, spesso siltosa, grigio-scura. Il rapporto arenaria/pelite (A/P) è generalmente superiore all'unità. Localmente, nei dintorni di Montecenere, questo rapporto aumenta

ed è così stata distinta una litofacies are-nacea (MOHa). Le strutture sedimentarie più frequenti interne agli strati sono quelle tipiche della sequenza di Bouma della quale sono rappresentate prevalentemente gli intervalli a laminazione obliqua e convoluta e la laminazione parallela superiore; sulle superfici inferiori degli strati sono molto diffuse le con-troimpronte da trascinamento di oggetti (grooves casts), di flusso (flute casts) e le tracce di organismi fossatori. La cementazione dei litotipi arenacei è variabile, localmente scarsa. Sono presenti, irregolarmente intercalate agli strati silico-clastici, torbiditi calcareo-marnose, più frequenti verso la base, simili a quelle che caratterizzano MOV; generalmente in strati da medi a spessi, queste torbiditi sono di color grigio-biancastro o rosate e a luoghi sono prive della porzione detritica basale a grana fine.

La potenza complessiva della formazione è di circa 1000 m. Il contatto inferiore è graduale su MOV ed indicato dalla scomparsa delle megatorbiditi calcareo-marnose. Nell'area del Foglio la formazione è riferibile ad un intervallo cronostratigrafico compreso tra il Maastrichtiano superiore (Zona a *Litraphidites quadratus*) ed il Paleocene superiore (Zona NP9) rappresentato da associazioni a *Discoaster multiradiatus* rinvenute in campioni provenienti da singoli strati di torbiditi calcaree presenti nella parte superiore della formazione (litofacies pelitico-arenacea: MOH,) nei dintorni di Gombola (FIORONI et alii, 1996). Poiché tali campioni non si riferiscono al tetto stratigrafico dell'unità, non si può escludere che la Formazione di Monghidoro possa raggiungere anche l'Eocene interiore.



Figura 4: estratto della carta geologica locale (dagli archivi CARG).

3.2 Assetto geologico locale

L'area è caratterizzata da imponenti banchi arenacei di spessore compreso fra 2,8 e 3,5 m, intercalati da marne sottilmente stratificate di spessore variabile da 0,3 a 0,6 m.

Gli strati sono inclinati in modo monoclinale di circa 40-45 °verso sud ovest (piano medio 41/246).



Figura 5: testate di strati rocciosi affioranti nell’anfiteatro roccioso del sito.

Un tempo l’area è stata coltivata come cava per pietra arenaria e le testate di strato di figura 5 rappresentano la parte superiore della zona di estrazione.

La base, costituita da un livello marnoso laminato, rappresenta una debolezza locale che per erosione selettiva (marne più erodibili dei banconi arenacei) ha sviluppato un ingrottamento di profondità compresa fra 1.5 e 2 m.

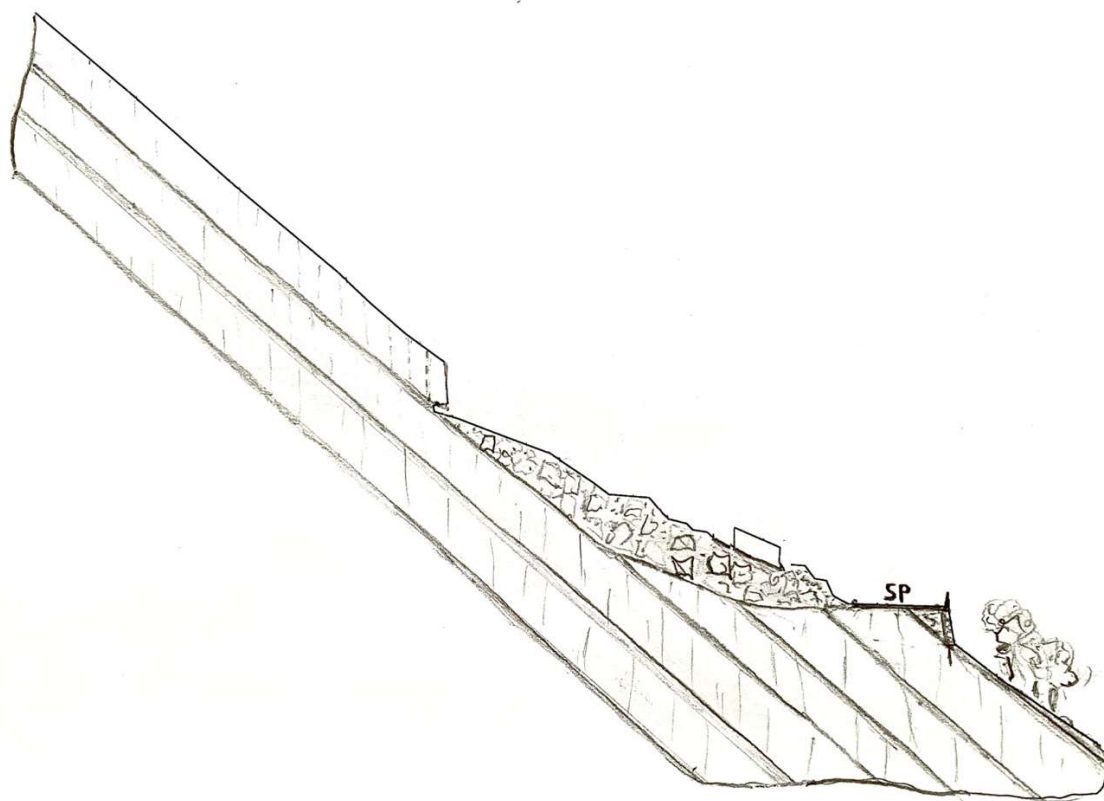


Figura 6: sezione geologica schematica passante per il centro dell'area di studio.

3.3 Assetto geomeccanico

Durante l'ispezione sono state raccolte numerose misure geomeccaniche quali le giaciture dei piani di discontinuità, la loro persistenza, spaziatura e rugosità.

Le misure prese in loco sono state poi confrontate ed incrementate mediante il modello tridimensionale.

Di seguito si riporta un estratto fotografico rappresentante i principali piani di discontinuità rilevati.

Il rilievo ha voluto indagare le discontinuità aventi persistenza e spaziatura tali da generare instabilità potenzialmente pericolose per la strada sottostante. Sono state invece trascurate quelle discontinuità che generano sblocchettamenti o lastre di dimensione ridotta non significativa.



Figura 7: Prospetto fotografico raffigurante la distribuzione spaziale dei principali piani di discontinuità.

Il piano roccioso è costituito da un unico piano di strato.

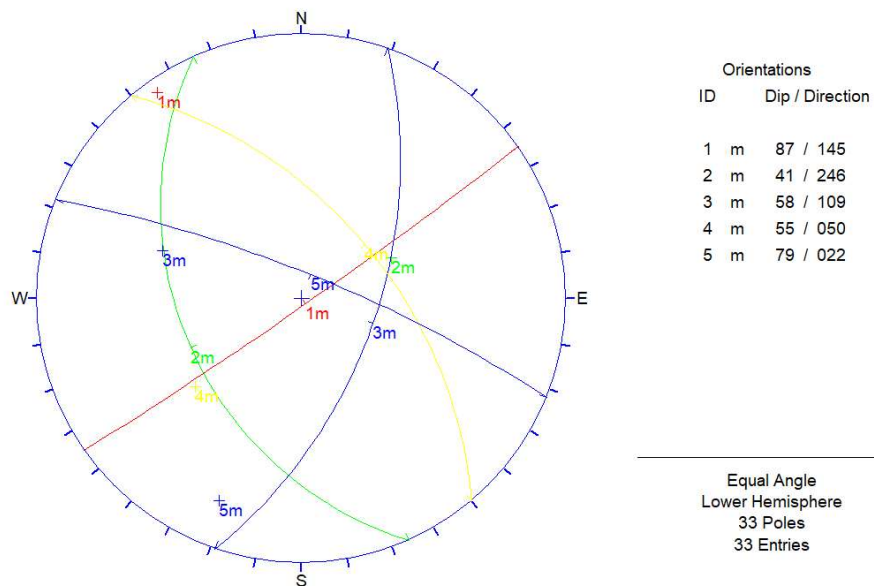


Figura 8: stereodiagramma dei piani mediani delle varie famiglie rilevate.

Da un incrocio fra dati geomeccanici e morfologia del versante, diviene evidente che ci sono tre principali discontinuità che guidano l'attività morfologica locale e quindi i distacchi che rappresentano il potenziale pericolo locale. Si tratta dei piani di strato rappresentati in verde (2m - 41/246), del piano raffigurato in giallo (4m - 55/050) e dei piani trasversali sub verticali rappresentati in rosso (1m - 87/145). Le altre due famiglie rappresentate in azzurro (3m - 58/109 e 5m - 79/022) rappresentano piani locali poco persistenti e con spaziatura meno sistematica.

I piani 4m e 2m hanno spaziature variabili da 1.5 a 3 m con la famiglia 1m che spesso sviluppa una spaziatura di circa 3.5m. I banconi arenacei hanno uno spessore medio di circa 3 m.

La struttura monoclinale composta da banconi di arenaria intercalati da marne tenere e affetti dalle discontinuità sopra descritte, configurano una morfologia locale composta da pareti verticali che separano i diversi livelli arenacei segmentate secondo la distribuzione delle discontinuità stesse.

Il volume roccioso unitario assunto è quindi prossimo a 16 m^3 ($3 \times 3,5 \times 1,5$)



Figura 9: bordi dei livelli di strato segmentati in ragione delle discontinuità principali

Nelle testate frontali degli strati arenacei le discontinuità rivelano la loro bassa rugosità e i rapporti di interazione (terminazioni) fra le diverse famiglie.

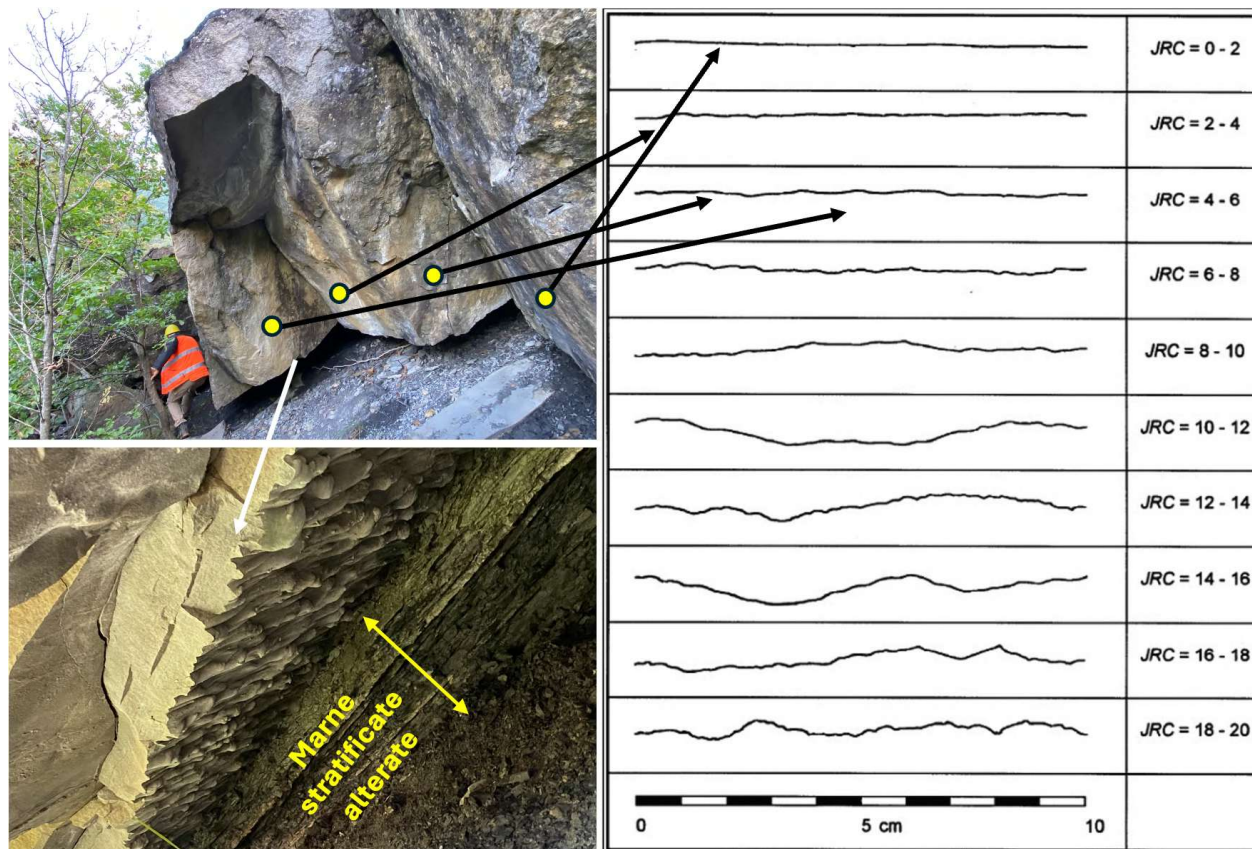


Figura 10: testate di strato con evidente scavernamento alla base indotto dall'erosione selettiva delle marne. Si notino i piani di discontinuità molto lisci che segmentano il bordo dello strato e le strutture sedimentarie alla base del bancone arenaceo che ne conferiscono una rugosità elevata.

4 DESCRIZIONE DEL DISSESTO E DELLO STATO DI PERICOLO

4.1 premessa

La presenza di gradini laterali che connettono diversi livelli arenacei conferisce al settore un aspetto gradonato con livelli man mano più elevati da nord verso sud. Questi gradini risalgono il versante quasi lungo la linea di massima pendenza (segmentati dalle famiglie di giunti e con andamento medio indotto dalla giacitura di quest'ultime).

La tendenza generale la dissesto, oltre ai distacchi frontali generati solo in caso di taglio delle testate di strato come nella zona dell'ex cava, è quella naturale di far scivolare lentamente i blocchi laterali di un gradino. Gli spostamenti possono avvenire per indebolimento delle marne interstrato, effetti leva di apparati radicali e sobbalzi in caso di eventi sismici.

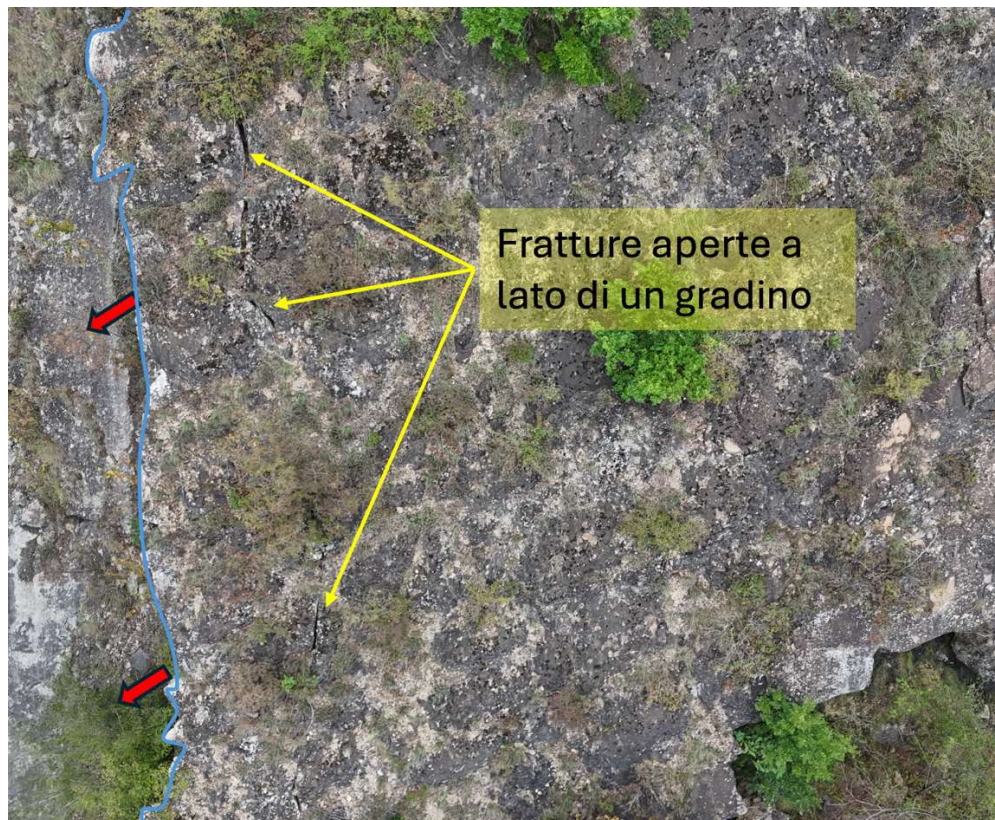


Figura 11: esempio evidente propensione al dissesto in un settore poco a nord e adiacente all'area di studio.

4.2 Evento di crollo

Il gradone posto a sud dell'anfiteatro roccioso indagato è ricco in vegetazione e molte piante insinuano le loro radici dentro i varchi aperti dalle fratture locali.

Gli effetti di alterazione chimica, di congelamento e relativo sollevamento, unitamente all'effetto leva durante gli eventi di forte vento (spesso associati a piogge che saturano e rammolliscono le marne basali), hanno causato una roto traslazione di un blocco laterale di volume approssimativo ricostruito di circa 16 m³ e altre masse di piccole dimensioni presenti al contorno.

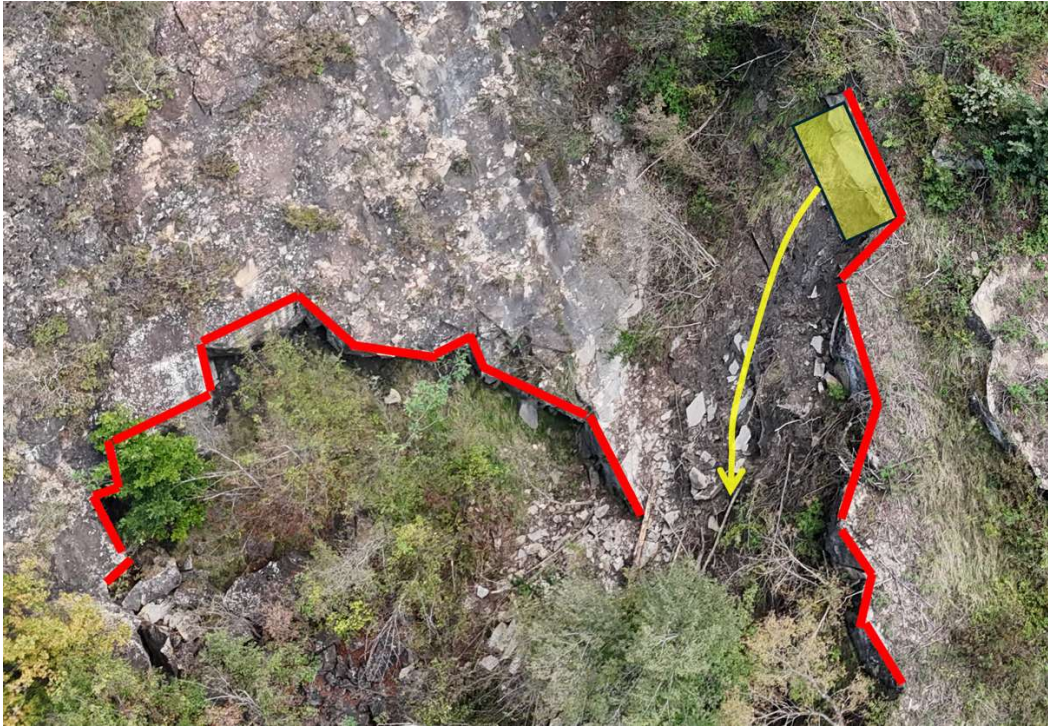


Figura 12: relazione schematica fra il blocco caduto e le discontinuità locali



Figura 13: Immagine laterale della sede da cui si ipotizza si sia staccato il recente blocco scosceso.

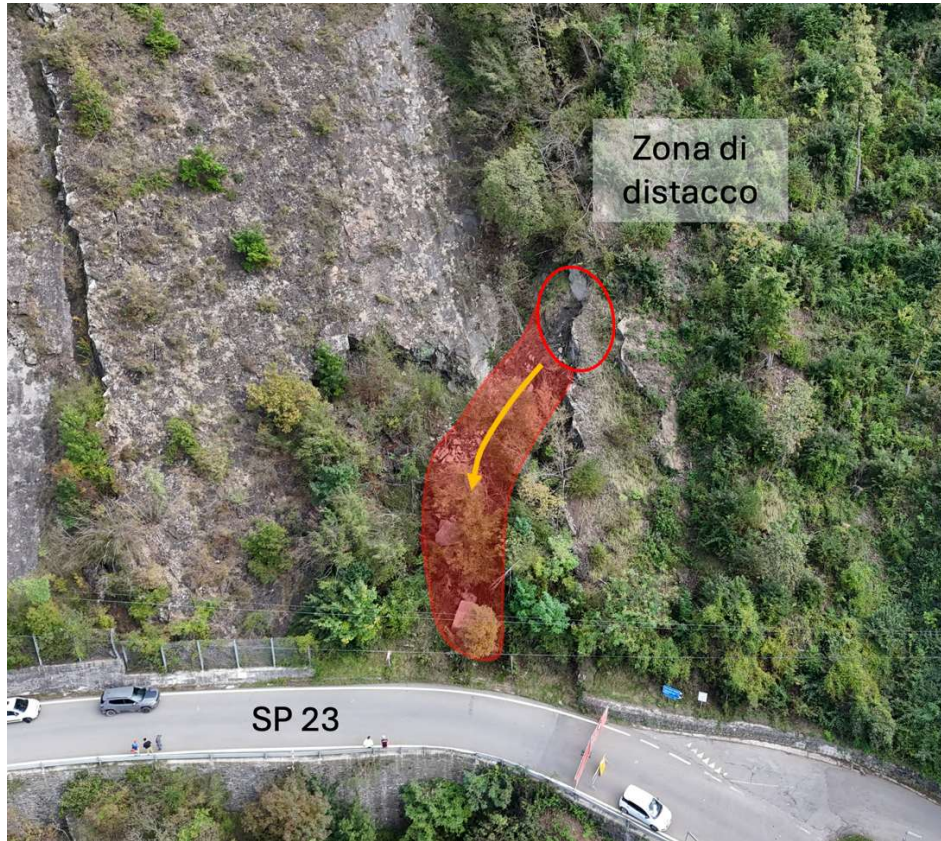


Figura 14: prospetto generalee riassuntivo dell'evento di crollo



Figura 15: Masse residue lungo l'area di run-out della recente frana

4.3 Stato di pericolo

Da quanto sopra descritto diviene semplice comprendere come il gradino posto a sud nella zona di indagine, rappresenta una potenziale sorgente di distacchi rototraslativi. Questi, data la pendenza e dislivello generati dall'escavazione antropica sottostante, possono essere associati anche a ribaltamenti per erosione del piede dei blocchi bordieri disarticolati.



Figura 16: Rappresentazione molto schematica delle potenziali masse presenti nell'area di studio.

I blocchi con campitura meno trasparente rappresentano massi la cui pericolosità è stata accertata durante il sopralluogo. Le restanti masse sono invece ipotizzate.

Nella zona dell'anfiteatro (si veda figura 5 e figura 17), le fratture a monte scendono dentro lo strato verso il livello di marne alterate. Frontalmente le marne sono state dilavate lasciando un evidente sgrottamento che lascia il bancone arenaceo a sbalzo verso valle.

In questo settore è stato individuato un blocco potenzialmente instabile con frattura già aperta. Non si esclude però la presenza anche di altre masse in precario stato di equilibrio con fratturazione non evidente in superficie.

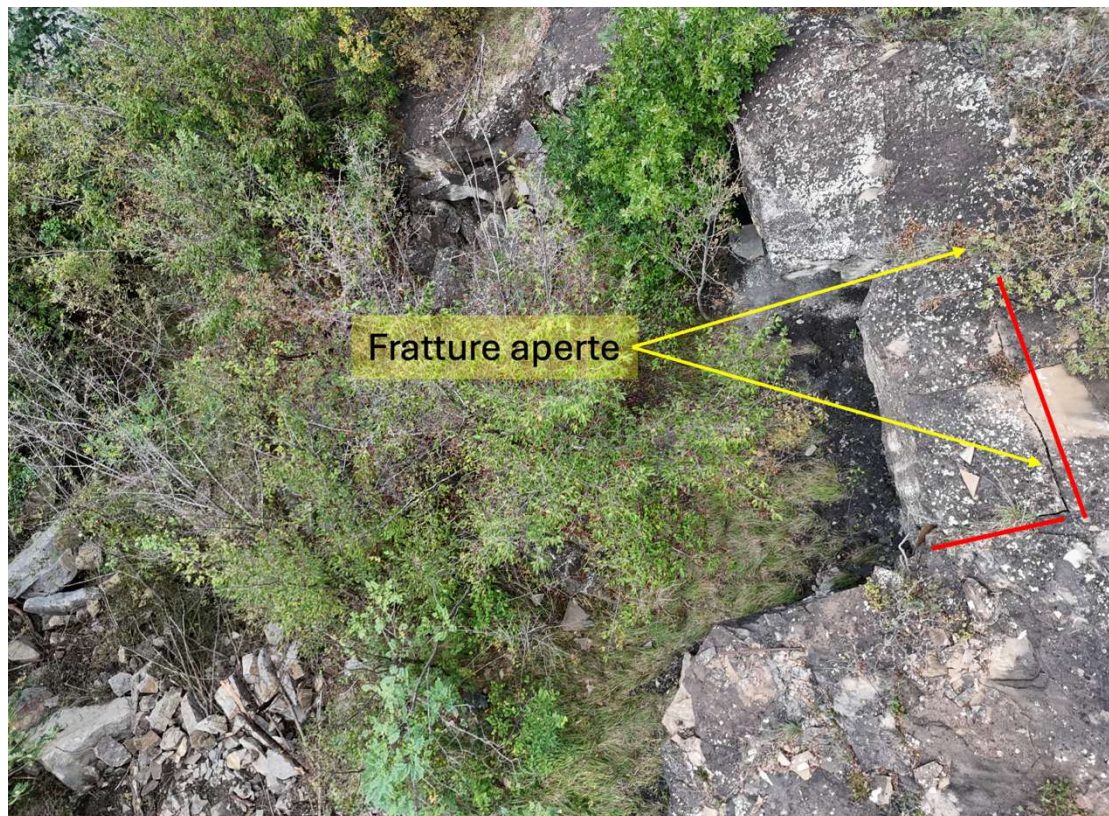


Figura 17: frattura aperta che isola un blocco di circa 15 m³ nella zona sommitale dell'anfiteatro roccioso.

5 INTERVENTI PROPOSTI

5.1 PREMESSA

Gli interventi qui descritti sono inseriti nel contesto della somma urgenza; pertanto, hanno lo scopo di ridurre il rischio in modo rapido ed efficace al fine di poter riaprire la circolazione lungo la Strada provinciale 23 per Gombola attualmente interrotta al km 10+260.

In tale scenario la scelta degli interventi da mettere in atto deve quindi considerare, oltre alla sicurezza della viabilità, la sicurezza delle maestranze nel sito di intervento e le tempistiche di esecuzione. Queste ultime rappresentano sicuramente uno degli elementi principali e devono considerare non solo i tempi di progettazione ed esecuzione delle opere, ma anche la fornitura dei materiali necessari all'impresa.

Viste le masse rocciose in gioco, al momento si deve escludere la realizzazione di una barriera paramassi di tipo elastico ad alta energia. Questa, infatti, oltre a richiedere accurati dimensionamenti, potrebbe richiedere energie superiori ai 5000 KJ e pertanto forniture e montaggi inadeguati al contesto d'urgenza. Tali interventi dovranno essere pianificati post emergenza al fine di mitigare il rischio locale in modo più duraturo e consistente.

Come riportato nella figura seguente, si prevede la realizzazione di un fosso di guardia asportando il materiale detritico e posizionando i massi più grandi contenuti in esso. La massciata avrà una lunghezza di circa 25 m e sarà postizionata fra il versante e la sottostante strada provinciale lasciando un margine di almeno 7 m.

Infine, i massi posizionati saranno ancorati al terreno mediante delle barre d'acciaio al fine di imprimergli una maggiore stabilità.

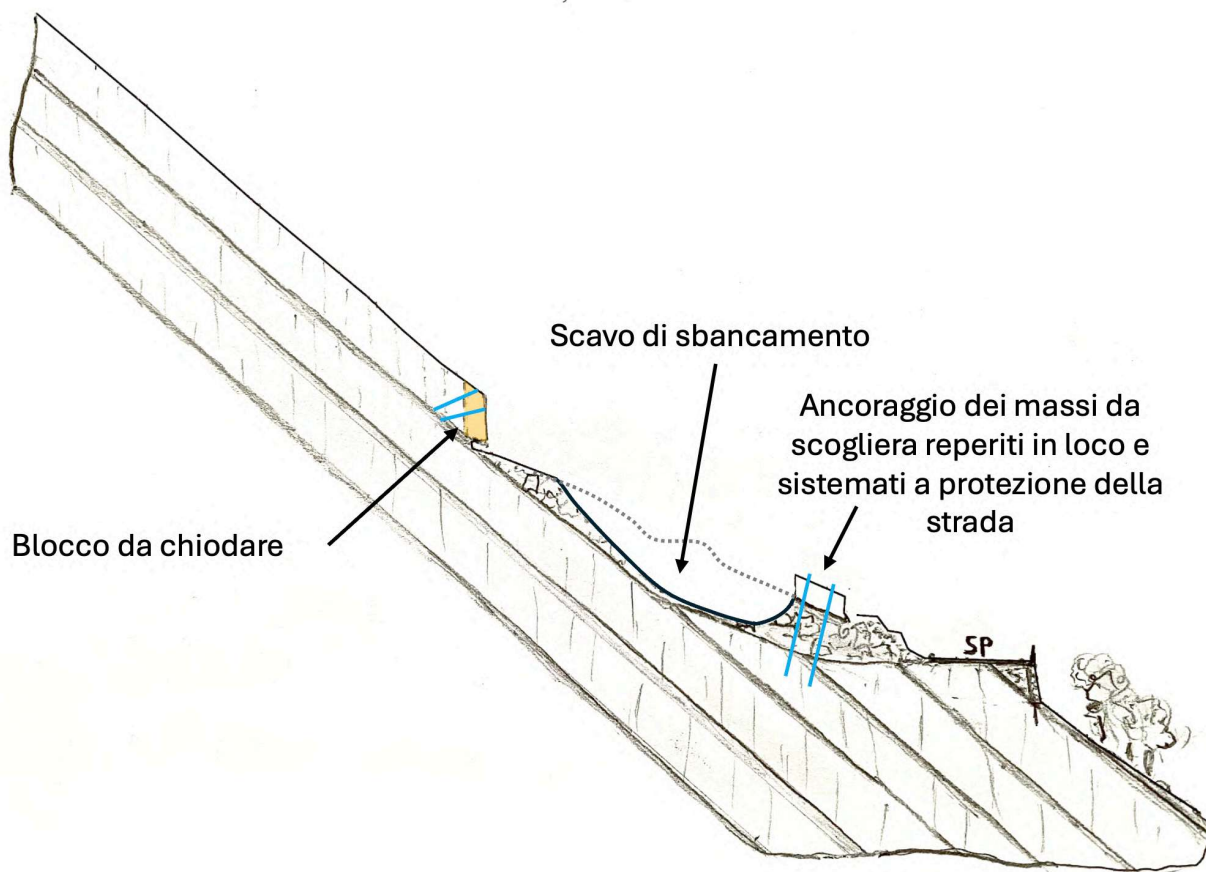


Figura 18: Sezione schematica delle principali lavorazioni previste.

L'intervento così concepito richiede delle lavorazioni propedeutiche necessarie sia a preparare il sito all'escavazione (disboscamento dell'area di scavo) e alla sicurezza delle maestranze (pulizia, disgaggio e consolidamento delle masse in equilibrio precario dei settori soprastanti).

5.2 Pulizia e disgaggio

L'area di intervento è ricca in vegetazione arbustiva e qualche pianta di medio fusto.

La realizzazione dello scavo di sbancamento richiede quindi un disboscamento della zona di scavo valutata in circa 500 m².

Nella parte superiore del versante sarà necessario ripulire un'area di circa 15000 m² da arbusti e masse in precario stato di equilibrio. In tal modo si ridurrà il rischio di pericolosi distacchi di piccole masse rocciose verso le maestranze all'opera nella parte bassa del pendio. L'eliminazione di arbusti e piante nella parte alta del versante diminuirà il rischio di divaricazione delle fratture ad opera dell'effetto leva degli arbusti in caso di vento.

5.3 Chiodature

5.3.1 Lavorazioni previste e dati geomeccanici di calcolo

Come sopra descritto il gradino o crinale a sud dell'area di studio è sede di instabilità evidenti e potenziali. Al fine di ridurre il rischio per la viabilità, un eccessivo lavoro del fosso di guardia e la sicurezza delle maestranze che dovranno fare lo scavo di sbancamento, si prevede il placcaggio di alcuni blocchi laterali.

Da una prima verifica sul posto la presenza di suolo e arbusti cela le reali condizioni di apertura dei giunti (si veda paragrafo 4.3 - Stato di pericolo). Al fine di garantire una adeguata sicurezza durante le perforazioni si prevede l'installazione di pannelli di rete in fune composti 30x30cm filo elementare non inferiore a 8mm ancorati ai vertici mediante barre in acciaio B450C diametro 24 mm di lunghezza non inferiore a 3.0m. I pannelli dovranno avvolgere le masse da chiodare e le barre di vertice dovranno essere infisse nel terreno stabile. Il sistema sarà armato con funi metalliche di diametro non inferiore a 16mm necessarie ad irrigidire il la rete protettiva.



Figura 19: prospetto delle pannellature di sicurezza e degli ancoraggi laterali (pallini azzurri) e ancoraggi profondi (pallini gialli)

Si prevede l'utilizzo di ancoraggi con barre in acciaio 500/550 (barre tipo GEWI), diametro 28 mm, lunghezza minima di 6m alloggiato in fori da 63mm e cementate con boiacca o resine speciali.

Ai fini del calcolo i dati geomeccanici necessari a caratterizzare il giunto di scivolamento sono quelli più sfavorevoli raccolti in parete:

- Peso di volume = 26 KN/m^3 (dato da bibliografia).
- $JRC = 4$.
- $JCS = 0,07 \text{ Mpa}$ (70 KPa da intendersi anche come coesione dell'eventuale del materiale di riempimento).
- $\tau = \sim 0,6 \text{ Mpa}$ (resistenza di adesione della boiacca di cemento alla roccia).

Per l'intasamento dei fori è stata assunta nel calcolo una boiacca di cemento 42.5R (cemento Portland 425 additivato con antiritiro e avente resistenza caratteristica a compressione dopo 28 giorni $R_{ck} \geq 42.5 \text{ MPa}$). Potranno comunque essere utilizzate resine o altri cementanti aventi caratteristiche pari o superiori a quello previsto.

5.3.2 Condizione di calcolo

I volumi rocciosi di maggiore dimensione presenti lungo il crinale della zona di distacco sono disgiunti dall'ammasso roccioso sano da fratture aperte e ricoperte da una coltre vegetale. È quindi molto problematico definire correttamente i parametri di resistenza del giunto.

Per ragioni geotecniche, si ipotizza che il volume roccioso da consolidare sia in condizioni di equilibrio limite ($F_s=1.00$). Tale ipotesi rappresenta comunque la reale condizione di lavoro delle chiodature passive, in quanto queste ultime agiscono a seguito dei primi movimenti, e pertanto appena il fattore di sicurezza scende sotto l'unità. Con tale ipotesi le forze resistenti (coesione, attrito) hanno lo stesso valore delle forze destabilizzanti (peso, acqua, ecc.); si considera quindi vera l'eguaglianza:

$$\text{forze stabilizzanti} = \text{forze destabilizzanti} = W \cdot \text{sen} \lambda$$

dove:

W = peso del volume da consolidare

λ = inclinazione generica della superficie secondo cui può manifestarsi lo scorrimento del corpo roccioso instabile.

Introducendo il contributo resistente R di un chiodo, la reazione che descrive la stabilità del sistema diventa:

$$Fos = \frac{\text{Stab. forces}}{\text{Destab. forces}} \cong \frac{W \cdot \text{sen} \lambda + R}{W \cdot \text{sen} \lambda} > 1.0 \quad (\text{Equazione 1})$$

dove:

W = peso del volume da consolidare

λ = inclinazione della superficie secondo cui può manifestarsi lo scorrimento.

Assumendo l'approccio 1 – Combinazione 1: coefficienti della colonna A1 + M1 + R1.

Introducendo il sisma e il coefficiente parziale di incremento delle forze destabilizzanti, l'Equazione 1 si trasforma:

$$Fos = \frac{\text{Stab. forces}}{\text{Driving forces}} = \frac{W \cdot \text{sen} \lambda - k_h \cdot W \cdot \text{sen} \lambda \cdot \tan \varphi + R}{\gamma_{G1} \cdot W \cdot (\text{sen} \lambda + k_h \cdot \cos \lambda)} = 1.0 \quad (\text{Equazione 2})$$

dove:

k_h = coefficiente sismico orizzontale; nel calcolo è stato posto pari a 0.100;

φ = angolo d'attrito del giunto

γ_{G1} = coefficiente parziale di incremento delle forze destabilizzanti permanenti, pari a 1.3 secondo le NTC2018 (tab.6.2.I).

R = contributo resistente della barra.

γ_R = coefficiente parziale di decremento della resistenza, pari a 1.2 per ancoraggi permanenti, in accordo con le NTC2018 (tab.6.6.I).

Semplificando, assumendo che l'angolo di resistenza al taglio del giunto ϕ sia uguale a 45° , l'equazione 2 diventa:

$$Fos = \frac{Stab.forces}{Destab.forces} = \frac{W \cdot sen\lambda \cdot (1 - k_h) + \left(\frac{R}{\gamma_R} \cdot n \right)}{\gamma_{G1} \cdot W \cdot (sen\lambda + k_h \cdot cos\lambda)} = 1.0 \quad (\text{Equazione 3})$$

dove:

n = numero teorico di barre.

L'Equazione 3 consente di determinare l'incremento del fattore di sicurezza dovuto alla chiodatura. L'equazione è cautelativa e semplice da applicare perché l'unica variabile geotecnica è costituita dall'inclinazione del piano di scivolamento.

Il contributo resistente R è determinato in rapporto all'inclinazione sul piano di scivolamento, misurata a partire dalla normale al piano stesso. Il contributo resistente della barra R è inoltre correlato in modo crescente alla rugosità della superficie. Infatti, mentre lo spostamento lungo la superficie di scorrimento induce nella barra dell'ancoraggio una sollecitazione di taglio (τ), la dilatanza determina un'elevata sollecitazione di trazione (σ) e quindi un istantaneo aumento dell'attrito lungo il piano di scorrimento.

La barra del chiodo di rinforzo lavora principalmente in prossimità del giunto di scorrimento, dove è sollecitata contemporaneamente da tensioni di taglio e di trazione. L'azione resistente R sviluppata dalla barra in direzione dello scorrimento, sollecitata contemporaneamente da tensioni di taglio e di trazione, è ricavata utilizzando il principio del lavoro massimo con l'equazione:

$$\frac{R}{Ne} = \sqrt{\frac{1 + \frac{m^2}{16}}{1 + \frac{m^2}{4}}}$$

dove

m = $\cotg(a + JR)$

- JR = dilatanza della superficie di scorrimento
R = contributo resistente della barra
Ne = forza della barra mobilitabile in condizioni limite di elasticità = $F_y \cdot \gamma_{dacciaio}$
Fy = resistenza della barra a snervamento
 $\gamma_{dacciaio}$ = coefficiente sicurezza parziale per la resistenza dell'acciaio, pari a 1.15

Il valore di JR è approssimato ponendo:

$$JR \approx \frac{JRC \cdot \log \left[\frac{JCS}{\sigma} \right]}{coeff.sic.}$$

dove:

JRC = rugosità del giunto

JCS = resistenza a compressione monoassiale del giunto

σ = tensione sul piano di scivolamento, calcolato come:

$$\sigma = \frac{i_x \cdot i_y \cdot s \cdot \gamma \cdot \cos \beta}{i_x \cdot i_y}$$

coeff. sic. = coefficiente riduttivo dell'angolo di dilatanza, posto pari a 3.0.

Per la realizzazione dei lavori di consolidamento si prevede l'utilizzo di barre in acciaio speciale tipo BSt500S (barre tipo GEWI), di diametro nominale pari a 28 mm e lunghezza pari a 6 m. La perforazione dovrà essere non inferiore a 63 mm e la fondazione in roccia "sana" e stabile dovrà essere di almeno 4,5 m, come di seguito calcolato. Le barre potranno essere anche di natura autoperforante del medesimo acciaio e con diametri non inferiori a 32^e/15¹.

Il numero teorico di chiodi calcolato è stato incrementato applicando infine un fattore di sicurezza parziale pari a 1.04, che tiene conto della possibile parziale efficacia degli ancoraggi in gruppo¹.

¹Giani G.P., Migliazza M, 1997 – Iterazione tra elementi di rinforzo di discontinuità in roccia. Convegno nazionale coord. Studi ingegneria geotecnica – Perugia. Ediz. Hevelius

5.3.3 Numero di chiodi per volume roccioso

Di seguito vengono svolte le analisi di calcolo per il dimensionamento del numero teorico di chiodi per il consolidamento dei volumi rocciosi precari.

Il calcolo è stato eseguito su un volume roccioso teorico assunto cautelativamente delle dimensioni del blocco più pericoloso osservato in loco. Tutti i blocchi potenzialmente instabili dovranno essere disgiunti o chiodati con un numero di barre pari al numero sotto calcolato.

VOLUME ROCCIOSO n°		Blocco di progetto
Coefficiente sismico	[-]	0,051
Peso di volume roccia	[KN/m3]	26,00
Altezza	[m]	3,000
Larghezza	[m]	3,500
Spessore	[m]	1,500
Volume blocco critico assunto	[m3]	15,75
Peso blocco instabile	[KN]	409,50
Area giunto di scivolamento (m2)		5,25
Coeff. Incremento del peso unitario	[-]	1,00
W Peso blocco progetto	[KN]	409,50
CARATTERISTICHE DEL PIANO DI SCIVOLAMENTO		
		1,518436449
Inclinazione giunto	[°]	87,00
s _N (MPa)		0,00
JRC	[-]	4,00
JCS	[MPa]	0,07
coeff. riduzione sulla dilatanza	[-]	3,00
Dilatanza nominale (angolo d)	[°]	1,65
Dilatanza di progetto	[°]	0,55
CONTRIBUTO OFFERTO DALLA BARRA		
Tensione caratteristica a snervamento acciaio	[MPa]	500,00
Tensione caratteristica a rottura acciaio	[MPa]	550,00
Coeff. riduzione snervamento acciaio g _s	[-]	1,15
Sigma ammissibile	[MPa]	434,78
Tau ammissibile	[MPa]	251,02
Diametro nominale barra	[mm]	28,00
Corona di corrosione	[mm]	-
Diametro efficace barra	[mm]	28,00
Area barra	[mm ²]	615,75
Limite superiore: Ne pura trazione	[kN]	267,72
Limite inferiore: Ne puro taglio	[kN]	133,86
m	[-]	5,47
R/Ne	[-]	0,58
Angolo incidenza barra/orizzontale	[°]	15,00
Angolo incidenza barra/normale piano sciv.	[°]	12,00
Azione resistente R sviluppata dalla barra	[kN]	155,73
CALCOLO NUMERO CHIODI		
coeff. parziale γ _D riduzione resistenze		1,60
Forze stabilizzanti	[kN]	242,55
coeff. parziale γ _{G1} incremento azioni sfavorevoli	[-]	1,20
Forze destabilizzanti	[kN]	492,04
R_b resistenza singola barra su giunto	[kN]	155,73
coeff. parziale γ _B	[-]	1,20
R_b resistenza parametrizzata singola barra su giunto	[kN]	129,77
F _S volume roccioso nel calcolo	[-]	0,49
R_{richiesto}	[-]	249,49
Numero barre teorico	[-]	1,92
Coefficiente di riduzione per ancoraggi in gruppo (k)	[-]	1,04
Numero corretto ancoraggi	[-]	2,00
Numero minimo di chiodi di progetto	[-]	2

Tabella 5.1– Numero di barre teorico per stabilizzare il blocco di progetto

5.3.4 Fondazioni dei chiodi

Si prevede di alloggiare le barre in fori di diametro minimo 63 mm.

La lunghezza della fondazione di un chiodo in roccia sana è direttamente proporzionale alla forza di trazione cui l'ancoraggio stesso può essere soggetto. Trattandosi di elementi metallici prevalentemente sollecitati a taglio, la forza scaricata sulla fondazione in roccia sana è molto bassa (teoricamente nulla se il piano di scivolamento è verticale e la barra è orizzontale). Nella peggiore delle ipotesi, la barra sollecitata flette e rompe la roccia nell'intorno del foro in corrispondenza del piano di scorrimento del masso, sviluppando forze inferiori o pari al massimo contributo resistente della barra.

La fondazione è maggiormente sollecitata quando l'asse della barra è poco inclinato sul piano di scorrimento.

Le chiodature dovranno essere intasate per tutta la loro lunghezza al fine di non sovraccaricare eccessivamente le piastre che potrebbero dare fenomeni di punzonamento.

Di seguito si calcola, in prima analisi, la lunghezza minima del bulbo di fondazione delle barre di ancoraggio assumendo un'azione di sfilamento di progetto massima Pd pari a 249,49 kN. Questa forza equivale all'intera forza che il blocco esercita sugli elementi stabilizzanti. Teoricamente dovrebbe venir divisa per il numero delle barre necessarie alla stabilizzazione. Assumendo la possibilità di movimenti differenziali o rotazionali del blocco che carichino un singolo chiodo per volta, cautelativamente si assume che un solo chiodo debba resistere a sfilamento per l'intera forza esercitata dalla massa instabile.

DIMENSIONAMENTO GEOTECNICO

Il dimensionamento geotecnico è svolto con riferimento alla combinazione A1+M1+R3, tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nelle Tab. 6.2.I, 6.2.II e 6.6.I. delle NTC2018, verificando il rispetto della seguente condizione:

$$Ed \leq Rd$$

dove:

con Ed si considera il massimo valore di progetto dell'azione (o dell'effetto dell'azione) corrispondente nel caso seguente all'azione di sfilamento di progetto (Pd) debitamente corretta con il fattore γ_{G1} ;

Tab. 6.2.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni

	Effetto	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E)	EQU	(A1)	(A2)
Carichi permanenti G_1	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti $G_2^{(1)}$	Favorevole	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevole	γ_{Q1}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

⁽¹⁾ Per i carichi permanenti G_2 si applica quanto indicato alla Tabella 2.6.1. Per la spinta delle terre si fa riferimento ai coefficienti γ_{G1}

Tab. 6.2.II – Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

Parametro	Grandezza alla quale applicare il coefficiente parziale	Coefficiente parziale γ_M	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \phi'_k$	$\gamma_{\phi'}$	1,0	1,25
Coesione efficace	c'_k	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	γ_γ	γ_γ	1,0	1,0

e con R_d si considera nel caso seguente la resistenza unitaria caratteristica allo sfilamento dell'ancoraggio R_{ak} , debitamente corretta con il fattore g_{Rj} :

Tab. 6.6.I - Coefficienti parziali per la resistenza degli ancoraggi

	Simbolo	Coefficiente parziale
Temporanei	γ_R	1,1
Permanenti	γ_R	1,2

Il valore della resistenza unitaria caratteristica allo sfilamento dell'ancoraggio R_{ak} è determinato con metodo di calcolo analitico, dai valori caratteristici dei parametri geotecnici dedotti dai risultati delle indagini e prove effettuate in sito. In particolare, la resistenza caratteristica allo sfilamento dell'ancoraggio R_{ak} è determinata come minimo valore derivante dall'applicazione dei fattori di correlazione ξ_3 e ξ_4 , rispettivamente al valore medio e al valore minimo delle resistenze R_{ak} ottenute dal calcolo.

$$R_{ak} = \text{Min} \left\{ \frac{(R_{a,c})_{\text{medio}}}{\xi_{a3}}, \frac{(R_{a,c})_{\text{min}}}{\xi_{a4}} \right\}$$

Tab. 6.6.III - Fattori di correlazione per derivare la resistenza caratteristica dalle prove geotecniche, in funzione del numero n di profili di indagine

Numero di profili di indagine	1	2	3	4	≥ 5
ξ_{a3}	1,80	1,75	1,70	1,65	1,60
ξ_{a4}	1,80	1,70	1,65	1,60	1,55

CALCOLO

VERIFICA A SFILAMENTO BULBO-TERRENO			
Diametro di perforazione	Dd	0,063	m
Coefficiente di maggiorazione	a	1,03	
Diametro medio bulbo di sigillatura = Dd x a	Ds	0,065	m
Resistenza caratteristica garantita dalla malta	R _{ck}	42,5	MPa
Tensione di adesione minima malta-terreno	ts _{minima}	0,60	MPa
Tensione massima di adesione malta-terreno (Segre)	ts _{massima}	0,90	MPa
Tensione di adesione di calcolo	ts _d	0,60	MPa
Coeff. parziale resistenze g _M	Tab.6.2.I	1,00	
Tensione di adesione di progetto	ts_d	0,60	MPa
Azione di sfilamento di progetto	Pd	249,49	kN
Coeff. parziale azione g _{G1}	Tab.6.2.II	1,00	
Massima azione di sfilamento di progetto	Ed	249,49	kN
Resistenza unitaria allo sfilamento dell'ancoraggio R _{a,c} = p x Ds x ts _d	R _{a,c}	122,31	kN/m
Coeff. parziale g _R (1,2 permanenti - 1,1 provvisori)	Tab.6.6.I	1,20	
Resistenza unitaria di progetto allo sfilamento dell'ancoraggio R _{a,d} = R _{a,c} x g _R	R_{a,d}	101,93	kN/m
Coeff. correlazione z ₃	Tab.6.6.III	1,80	
Coeff. correlazione z ₄	Tab.6.6.III	1,80	
Resistenza unitaria caratteristica allo sfilamento dell'ancoraggio R _{ak}	R_{ak}	56,63	kN/m
Lunghezza bulbo di progetto (=Ed/Rak)	L_{PROG}	4,41	m

Tabella 5.2- Calcolo lunghezza bulbo di fondazione di barre Gewidiam 28 mm

Verifica aderenza barra corrugata - malta di iniezione			
Coefficiente correttivo superfici	g	2,0	
Coefficiente correttivo numero barre	d	1,0	
Diametro barra	d	28,0	mm
Resistenza caratteristica garantita dalla malta	R _{ck}	42,5	
Tensione massima di adesione malta-acciaio (Segre)	t	0,767	MPa
Coeff. parziale resistenze g _M	Tab.6.2.I	1,00	
Tensione di adesione di progetto	ts_d	0,77	MPa
Azione di sfilamento di progetto	Pd	249,49	kN
Coeff. parziale azione g _{G1}	Tab.6.2.II	1,00	
Massima azione di sfilamento di progetto	Ed	249,49	kN
Resistenza unitaria allo sfilamento della barra dalla malta R _{a,c} = d x p x t _{sd} x g x d	R _{a,c}	134,88	kN/m
Coeff. parziale g _R (1,2 permanenti - 1,1 provvisori)	Tab.6.6.I	1,20	
Resistenza unitaria caratteristica allo sfilamento dalla malta R _{ak}	R_{ak}	112,40	kN/m
Lunghezza bulbo di progetto (=Ed/Rak)	L_{PROG}	2,22	m

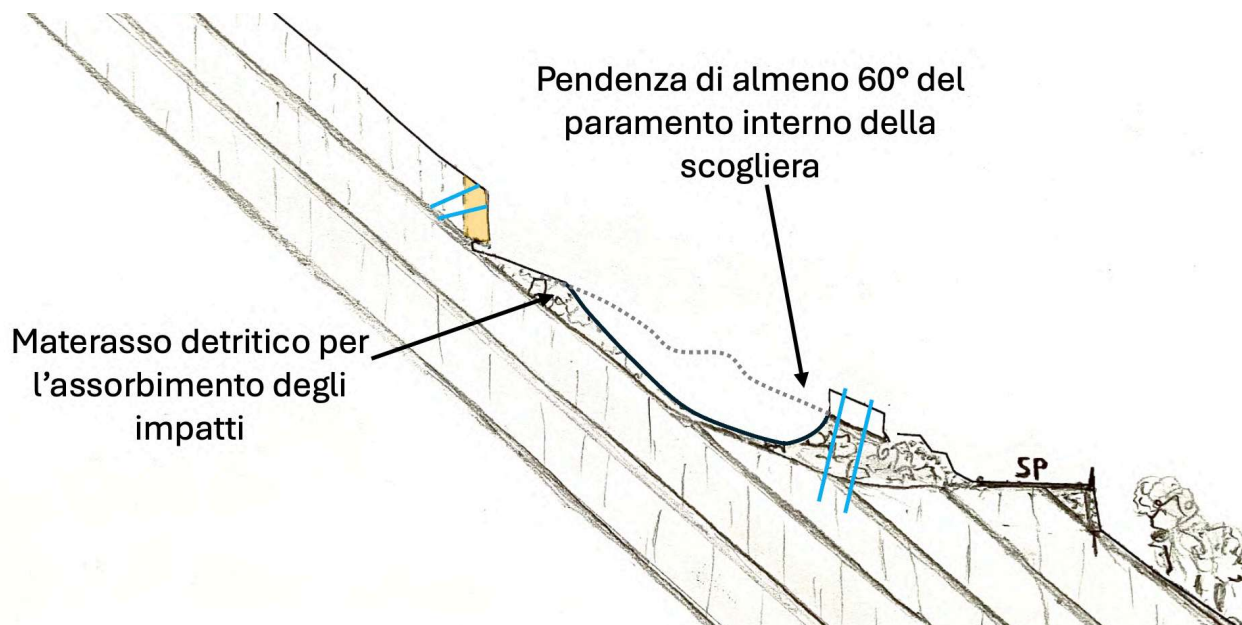
Tabella 5.3- Verifica aderenza boiaccia di cemento/acciaio barre Gewi diam 28 mm

Il bulbo di fondazione degli ancoraggi non dovrà avere lunghezza inferiore a $L \approx 4.5$ m entro la roccia sana e stabile.

5.4 Scavo di sbancamento e realizzazione della scogliera di protezione

La temporanea messa in sicurezza del sito prevede come opera principale lo scavo del materiale detritico che costituisce il versante a valle dell'anfiteatro roccioso sopra descritto. Lo spessore dei materiali non è stato indagato direttamente, ma dalle ricostruzioni geologiche eseguite, si ritiene che possa avere spessori compresi fra 1 e 4m.

Lo scavo avverrà in terreni costituiti principalmente da massi con una componente di ciottoli, ghiaia e sabbia limosa debolmente argillosa. Il materiale scavato avrà una significativa presenza di frammenti vegetali (radici, piante, arbusti e suolo) che dovranno essere messi a lato e utilizzati a fronte della scogliera come materasso assorbente degli eventuali urti di masse in caduta.

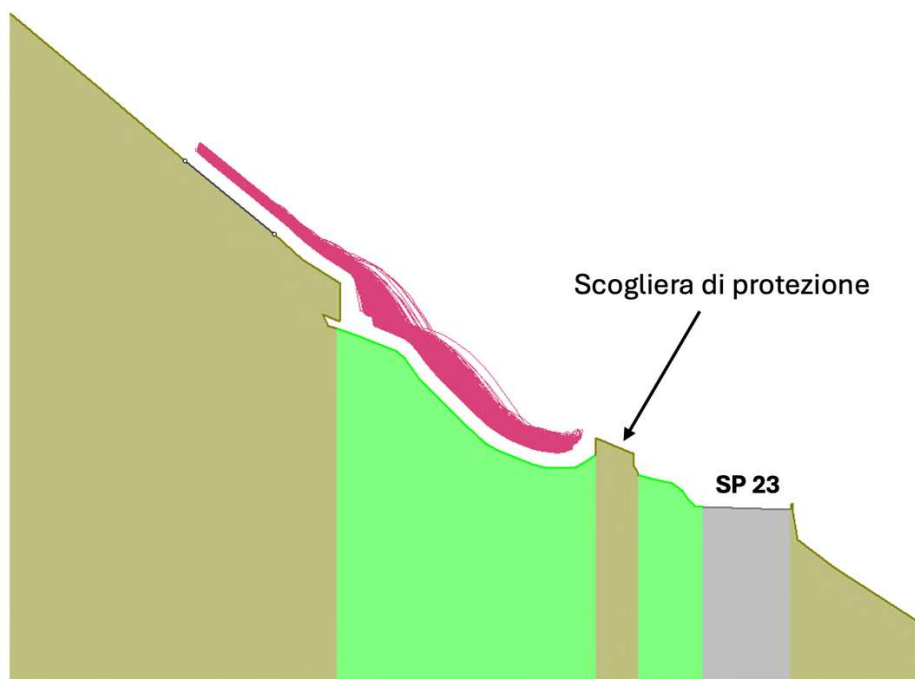
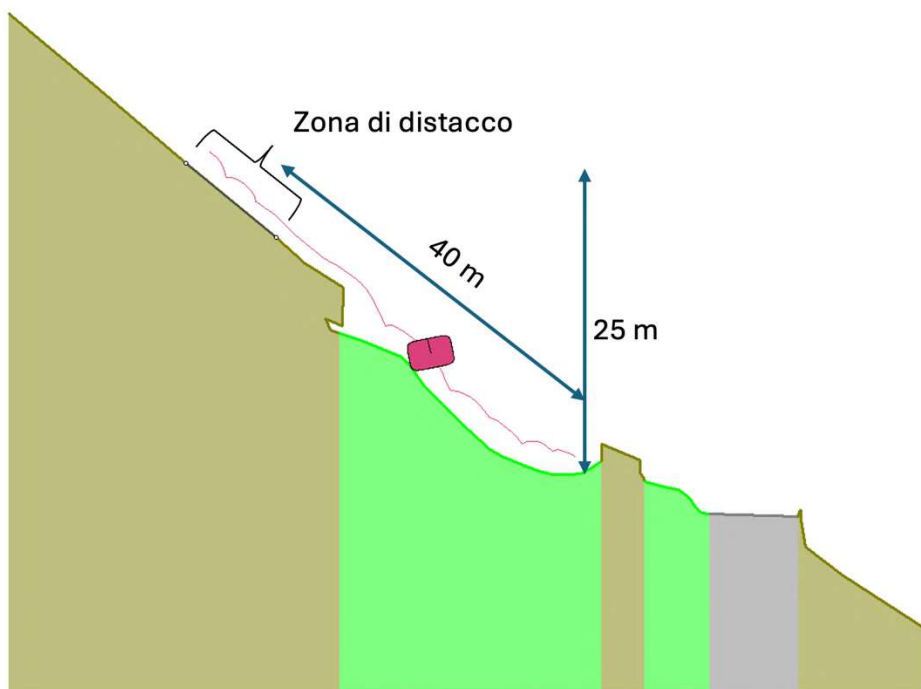


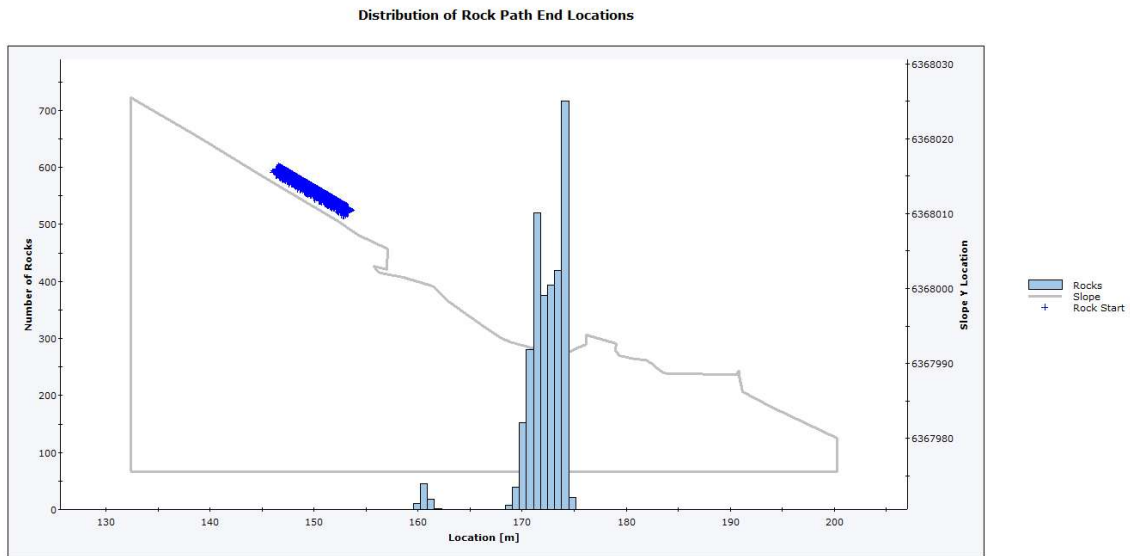
5.4.1 Analisi geometrica della scogliera di protezione

Come detto nel capitolo 1, l'intervento in somma urgenza ha lo scopo di mitigare il rischio in modo sufficiente per poter consentire l'apertura al traffico della SP23. Le operazioni di pulizia e disaggio e le operazioni di placcaggio delle masse più pericolose, rappresentano già un sufficiente intervento per la riduzione del rischio a breve termine. Considerando comunque i fattori incogniti derivanti dallo speditivo livello di analisi delle condizioni di pericolo del versante, la realizzazione di una geometria a vallo/rilevato che possa accogliere eventuali massi diviene una ulteriore sicurezza nel breve periodo. Si ricorda che la struttura a

scogliera, lo scavo a tergo e la posa di materiale detritico assorbente, non rappresentano una struttura paramassi certificata secondo quanto previsto dalle UNI 11211 e dalle direttive europee EOTA EAD.

Di seguito si riporta una analisi di caduta massi eseguita con 3000 lanci di masse equivalenti al blocco di progetto di 16 m³ che si dovesse staccare 38 m a monte del vallo scavato ad una quota di circa 25 m superiore





Total number of rock paths: 3000

Material Properties

Bedrock Outcrops

"Bedrock Outcrops" Properties

Color	Mean	Distribution	Std.Dev.	Rel. Min	Rel. Max
■					
Normal Restitution	0.35	Normal	0.04	0.12	0.12
Tangential Restitution	0.85	Normal	0.04	0.12	0.12
Dynamic Friction	0.5	Normal	0.04	0.12	0.12
Rolling Friction	0.15	Normal	0.02	0.06	0.06

"Bedrock Outcrops" Advanced Properties

Forest and Vegetation Damping	Disabled
Scarring	Disabled
Viscoplastic Damping	Disabled

Talus Cover

"Talus Cover" Properties

Color	Mean	Distribution	Std.Dev.	Rel. Min	Rel. Max
■					
Normal Restitution	0.32	Normal	0.04	0.12	0.12
Tangential Restitution	0.8	Normal	0.04	0.12	0.12
Dynamic Friction	0.5	Normal	0.04	0.12	0.12
Rolling Friction	0.3	Normal	0.04	0.12	0.12

"Talus Cover" Advanced Properties

Forest and Vegetation Damping	Disabled
Scarring	Disabled
Viscoplastic Damping	Disabled

Asphalt

"Asphalt" Properties

Color	Mean	Distribution	Std.Dev.	Rel. Min	Rel. Max
■					
Normal Restitution	0.4	Normal	0.04	0.12	0.12
Tangential Restitution	0.9	Normal	0.03	0.09	0.09
Dynamic Friction	0.5	Normal	0.04	0.12	0.12
Rolling Friction	0.1	Normal	0.01	0.03	0.03

"Asphalt" Advanced Properties

Forest and Vegetation Damping	Disabled
Scarring	Disabled
Viscoplastic Damping	Disabled

6 COMPUTO METRICO E QUADRO ECONOMICO

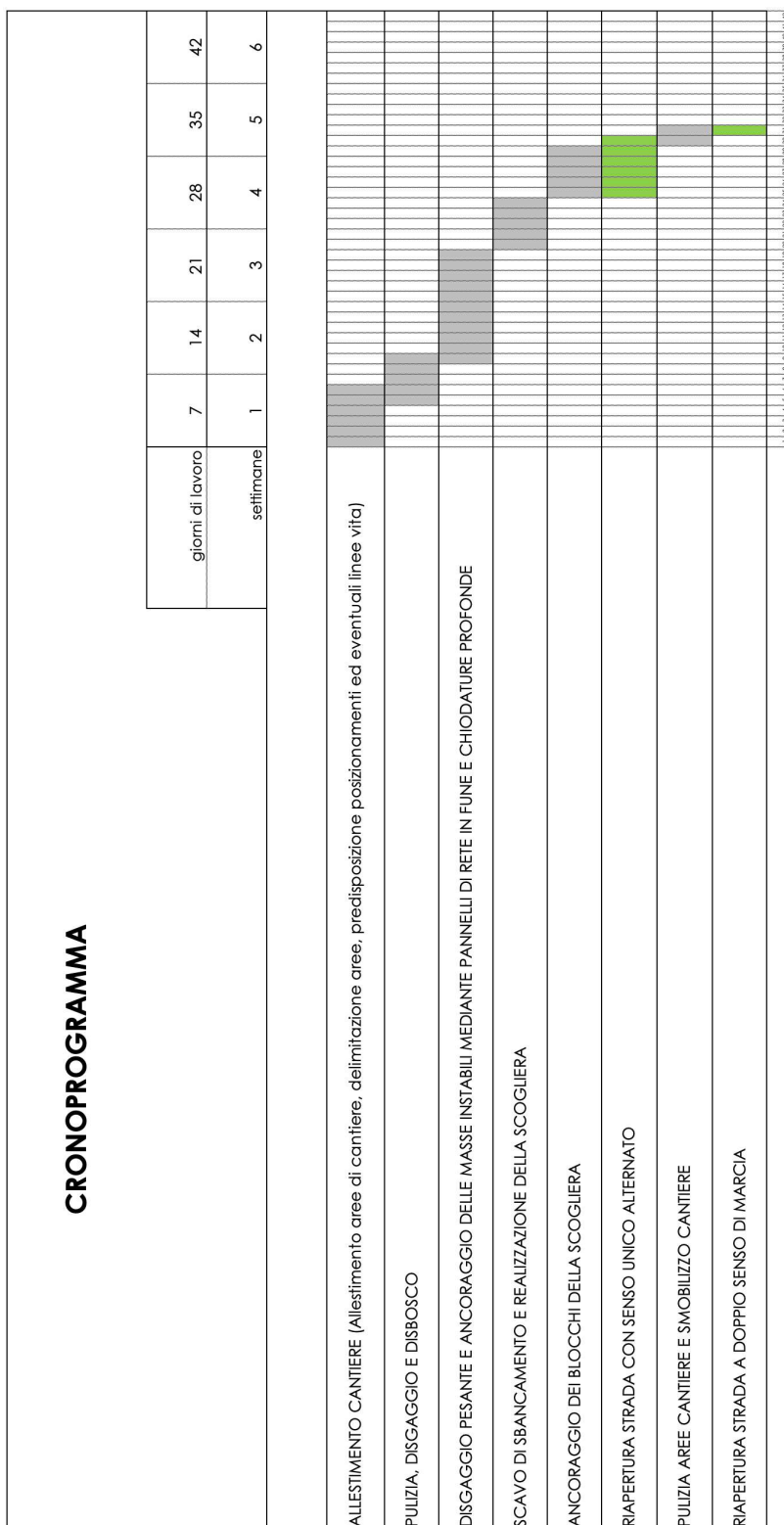
6.1 Computo metrico

N.	Articolo Codice	Lavori e provviste	U.M.	Prezzo	Dimensioni					Quantità	Importo
					Giorni	Ore/n°	Lunghezza	Larghezza	Altezza		
1	VEN24-04.01.09.d	Impianto cantiere	A corpo	3.780,12 €		1				1	3.780,12 €
2	M.05.20.0010.005	Pulizia e disgaggio	mq	1,62 €		1	50	30		1500	2.430,00 €
3	M.05.20.0030.005	Disbosco parte basale per movimento terra	mq	3,10 €		1	20	25		500	1.550,00 €
4	M.05.20.0010.010	Disgaggio blocchi superiori ad 1 mc	mc/40mq	3,24 €		0,025	50	30		37,5	121,50 €
5	M.05.40.0040.005	Posizionamento perforatrici	Cadauno	269,67 €		9	1	1		9	2.427,03 €
6	A02.055.030	Chiodi (zona di distacco)	ml	90,92 €		9	6	1		54	4.909,68 €
7	A02.055.025.b	Chiodi (blocco frontale)	ml	90,18 €		3	3	1		9	811,62 €
8	A02.055.030	Chiodi (massi scogliera di base)	ml	90,92 €		14	6	1		84	7.637,28 €
9	M.05.30.0040.015	Pannelli di rete in fune	mq	64,02 €		10	6	3		180	11.523,60 €
10	A02.055.025.b	Chiodi per funi (sicurezza massi laterali)	ml	90,18 €		22	3	1		66	5.951,88 €
11	C04.082.010	Funi per legature (14 mm)	Kg	16,13 €		1	192,96	1		192,96	3.112,44 €
12	151.1	Scavo di sbancamento	mc	5,27 €		1	20	25		500	2.635,00 €
13	155	Realizzazione massciata	mq	146,75 €		1	1	25		25	3.668,75 €
14	N04.004.015. b	Sistemazione varie	a ore	66,58 €	3	11	1	1		33	2.197,14 €
15	N04.004.015. f	Sistemazione varie	a ore	98,58 €	3	11	1	1		33	3.253,14 €
											- €
											- €
											56.009,18 €

6.2 Quadro economico

IMPORTO LAVORI			
Lavori	€uro	56.009,18	
Oneri Sicurezza	€uro	1.500,00	
	€uro		57.509,18
SOMME A DISPOSIZIONE			
Acquisizione di aree e indennità	€uro	0,00	
Spese per indagini e sondaggi	€uro	0,00	
Spese laboratorio	€uro	0,00	
Consulenza tecnica di Somma Urgenza	€uro	7.000,00	
Cassa previdenziale spese tecniche (4%)	€uro	280,00	
Spese per collaudo	€uro	0,00	
Istruttoria Sismica	€uro	0,00	
Contributo Anac	€uro	35,00	
Incentivi per funzioni tecniche	€uro	920,15	
Arrotondamenti/Imprevisti	€uro	2,05	
IVA Lavori	€uro	12.652,02	
IVA Spese tecniche	€uro	1.601,60	
	€uro		22.490,82
TOTALE			80.000,00

7 CRONOPROGRAMMA



8 CONCLUSIONI

Questa perizia giustificativa valuta il rischio residuo e gli interventi di mitigazione di somma urgenza a monte della SP23 al km 10+260 a seguito del crollo del 19 settembre 2024.

Gli interventi sono stati quantificati e verificati a partire da dati speditivi ottenuti da un rilievo di superficie in somma urgenza. L'intervento, quindi, non è basato su un approfondito studio della zona e su una campagna geognostica. Le osservazioni qui riportate devono essere verificate e confermate a seguito della pulizia e disaggio dell'area di studio. L'impresa esecutrice dovrà segnalare tempestivamente alla DL qualunque situazione differente che si manifesti durante le lavorazioni al fine di adeguare gli interventi.

I provvedimenti atti riduzione del rischio qui indicati hanno la pretesa di mitigare il pericolo da caduta massi a livello stradale nel breve periodo, non di annullarlo. Uno studio approfondito del versante e un adeguato dimensionamento di interventi definitivi secondo le UNI 11211, le NTC 18 e le EAD europee, dovranno essere eseguiti nel più breve tempo possibile (due anni al massimo).

Le tempistiche di lavorazione sono previste in 31 giorni solari consecutivi. La strada potrà essere riaperta al traffico con senso unico alternato al termine dello scavo e realizzazione della scogliera di protezione previsto per il 25 ottobre. Se il cronoprogramma verrà rispettato, la riapertura completa potrà avvenire il 31 ottobre a lavori ultimati.